

3章 地下構造物分科会報告

3.1 山岳トンネルの地震被害

(財) 鉄道総合技術研究所 朝倉 俊弘

兵庫県南部地震の被災地域内には 100 を超える山岳工法トンネルが存在する。このうち、軽微なものも含めて 30 余本のトンネルが地震の影響を受け、補強・補修を要するような被害を受けたトンネルは、約 10 本であった。

これまでトンネルは、耐震性に富む構造物であるといわれてきた。しかしながら、吉川⁴⁾の日本の鉄道トンネルの震災事例分析によれば、1)地震規模が大きく、2)地震断層面からの距離が近く、3)特殊条件が介在すれば、トンネルも地震の被害を受けている。特殊条件とは、坑口部で斜面災害のもらい災害を受けるケース、トンネルを横切る地震断層がずれた場合、トンネルや周辺地山に何らかの欠陥があった場合等が挙げられている。

ここでは、これら過去の震災事例との比較分析が可能となるように地震被害地域内のトンネルをできる限り漏れなく取り上げるよう心がけた。対象トンネルは、直接現地調査を行ったものだけでなく、トンネル管理者からの情報提供を受けただけのものも含まれているため、情報の精度には若干のばらつきもあるものと考えられる。

また、調査対象から漏れているトンネルも若干ながらあるだろう。

* 図 3-1-1 は、これらの調査対象トンネルの位置を示したものである。

(1) 六甲トンネル

山陽新幹線六甲トンネルは、中生代の花崗岩中に建設された、延長 16km を超える長大トンネルで、建設時には被圧水を伴う多くの断層破碎帯に遭遇し、難工を余儀なくされた。

被害は、1) アーチクラウン部のせん断ひび割れとその先端部の剥落、2) アーチ・側壁の打ち継ぎ目部での圧縮性のひび割れに伴う剥落、3) トンネル横断方向のリング状の打ち継ぎ目部の剥落、に代表される。図 3-1-2 にこれらの被害を模式的に、1 枚の図に重ねて示した。主な被害箇所数は 12 箇所であり、写真 3-1-1 ~ 写真 3-1-3 にこれらの被害状況を示す。いずれの箇所も覆工に強い圧縮力が作用したもので、被害の形態の差異は、地震力の作用方向、地質条件、及びトンネル覆工の構造条件によるものと推定される。その位置は、施工時に断層破碎帯に遭遇した位置に一致する(図 3-1-3)。

なお、前述したこれらのトンネル覆工の被害箇所は、無収縮モルタルによる断面修復、ロックボルト工、炭素繊維シートにより補修された。修復方法の概略図を図 3-1-4 に示す。

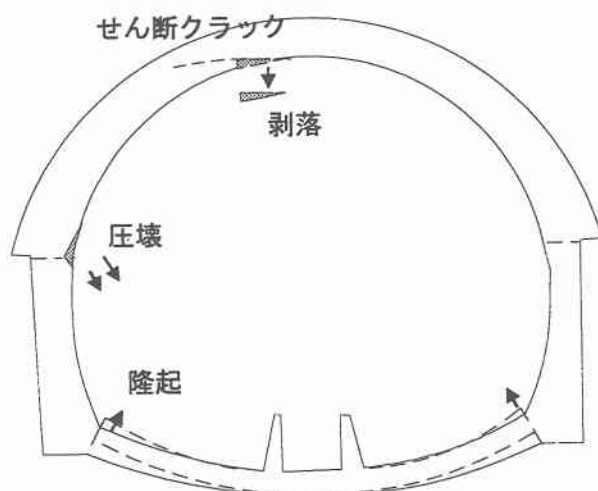


図 3.1.2 六甲トンネルの被害模式図

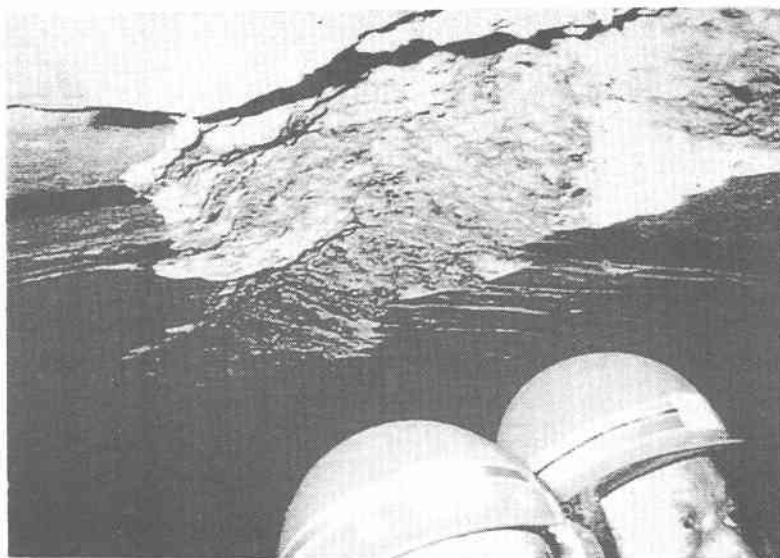
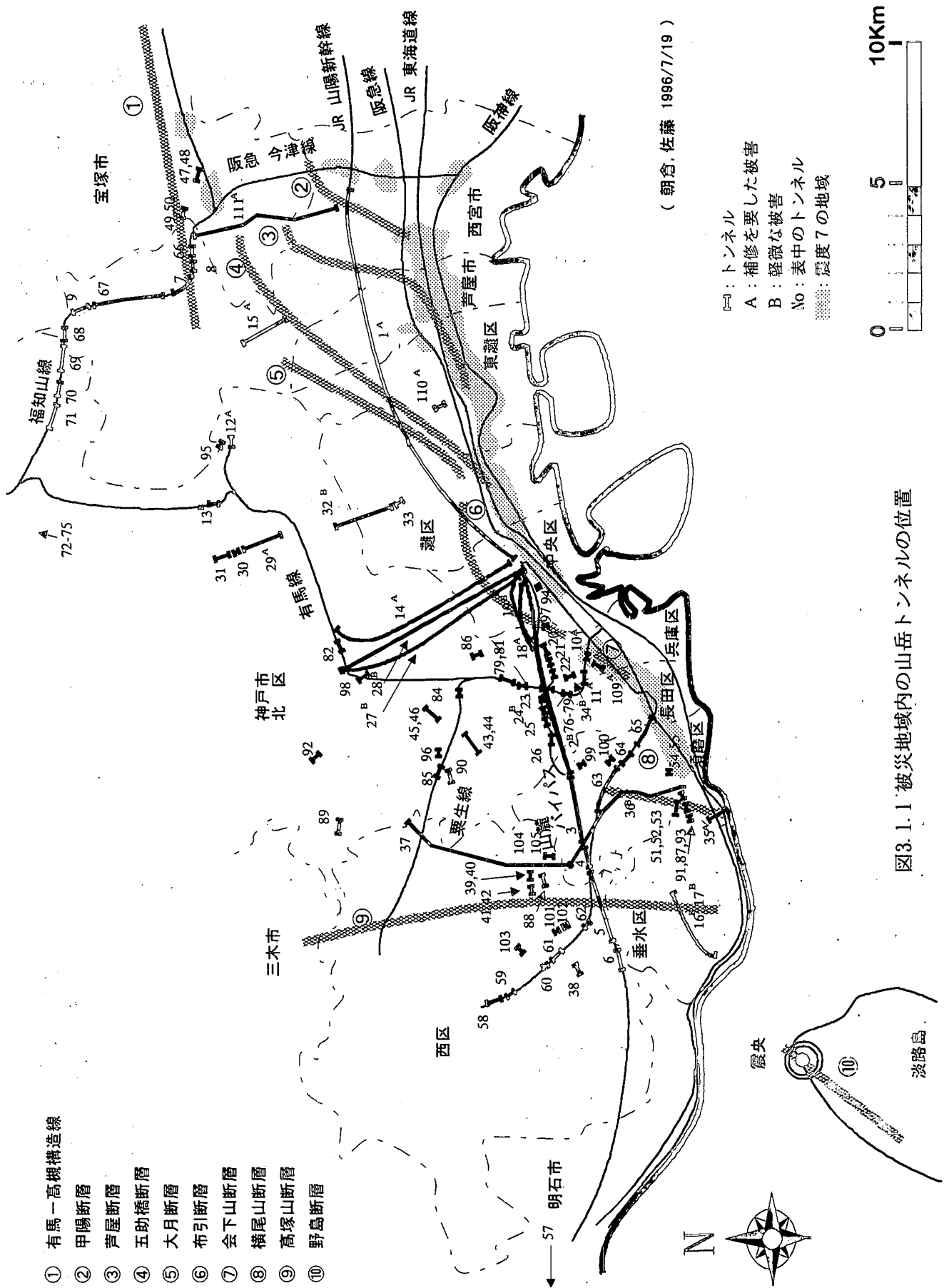


写真 3.1.1(541km810m 付近)

天端部の圧ざ(六甲トンネル)



- ① 有馬一高橋構造線
- ② 甲陽断層
- ③ 芦屋断層
- ④ 五助橋断層
- ⑤ 大月断層
- ⑥ 布引断層
- ⑦ 会下山断層
- ⑧ 横尾山断層
- ⑨ 高塚山断層
- ⑩ 野島断層

(朝倉, 佐藤 1986/7/19)

- : トンネル
- A: 補修を要した被害
- B: 軽微な被害
- No: 表中のトンネル
- ⋯: 震度7の地域



図3.1.1 被災地域内の山岳トンネルの位置



写真 3. 1. 2(538km870m 付近)
左側壁圧ざ(六甲トンネル)

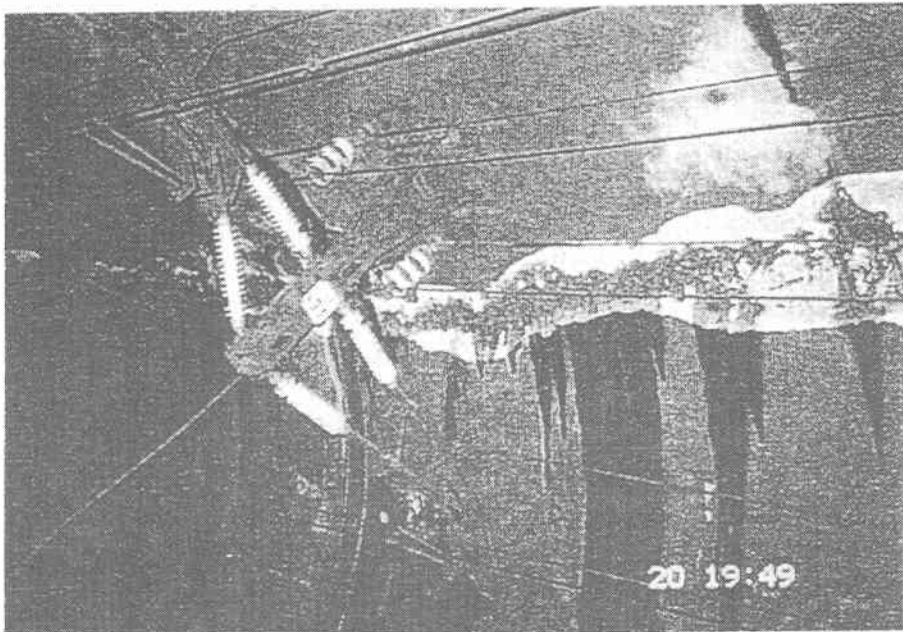


写真 3. 1. 3(537km030m 付近)
天端部の圧ざ(六甲トンネル)

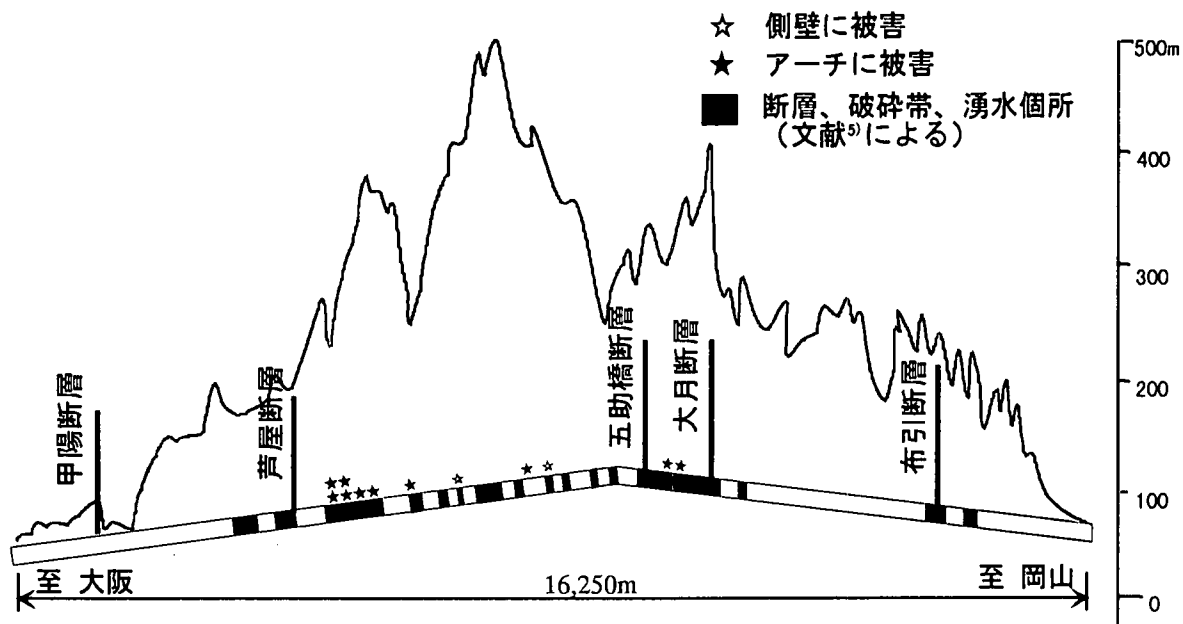


図 3.1.3 六甲トンネルの被害位置(縦断図)

(2) その他の新幹線トンネル

他の新幹線トンネルについては、六甲トンネルよりも震央に近いにも関わらず、覆工コンクリートの補修モルタルやコンクリートの小片が落下したのみであり、被害はほとんどなかったと言ってよい。

また、在来線の福知山線にも山岳トンネルがいくつかあるが被害はなかった。

(3) 神戸電鉄

神戸電鉄の東山トンネルは、67年前に建設されたコンクリートブロック造のトンネルで、上部地山、切り取りにより土被りは10m以下と浅い。坑口部面壁の既往クラックが開口し(写真 3-1-4)、アーチ肩部にトンネル軸方向のクラックが数本生じた。隣接する会下山トンネルは、軽微なクラックが生じた程度であった。両トンネル及び有馬トンネルは、老朽トンネルということもあり、耐震性を向上させるために覆工改築がなされた。

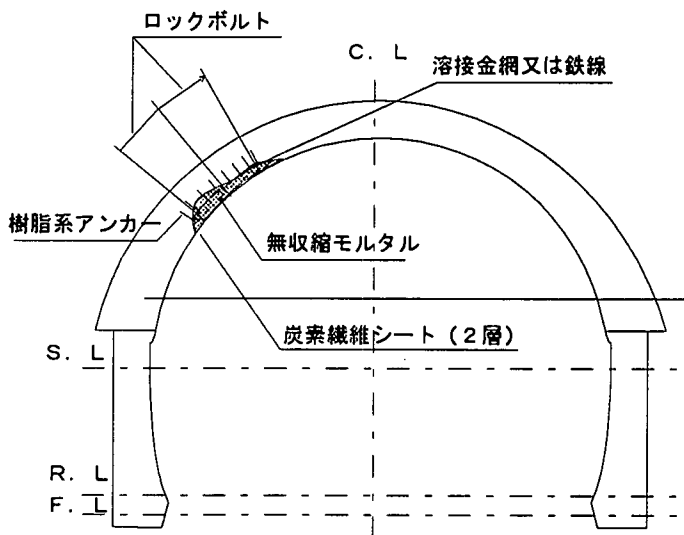


図 3.1.4 六甲トンネルの修復

(4) 北神急行と山陽電鉄

北神急行の北神トンネルには、アーチに小規模なクラックが生じ、一部剥落が生じた。

神戸市営地下鉄の5トンネル、山陽電鉄の2トンネルには、まったく影響はなかった。

(5) その他のトンネル

塩屋谷川放水路トンネルは、下流方坑口付近で須磨断層と近接し、中間部で横尾山断層と交差して建設されている。須磨断層付近では、リング状のひび割れが生じた。横尾山断層との交差位置では、トンネルの北西側(上流側)が相対的に右に8cm、上に5cm移動し、アーチ、側壁、インバートにずれを伴うひび割れが多数生じた(図 3-1-5 参照⁶⁾)。改築工事時の観察によれば、内巻きとしての吹付けコンクリートにも覆工コンクリートと同様の破損が生じていたとのことである。なお、断層の下流方は六甲花崗岩、上流方は新第三紀中新世神戸層群の砂岩・泥岩互層よりなっている(写真 3-1-5 参照)。

六甲北有料道路の盤滝トンネルでは、施工時に断層粘土に遭遇した箇所において、アーチから側壁にかけて 3 m の幅で覆工コンクリート（インバートなし、無筋）が破壊し、落下した（写真 3-1-6 参照）。また、約 80m 離れた地点では、やはり断層粘土部で、側壁部覆工（インバートあり、有筋）が圧壊し、鉄筋が座屈した。舗装版が持ち上がった現象から判断して、強い鉛直上向きの力が作用したものと想定される。本地点のインバートコンクリートは断層粘土に沿ってひび割れが生じてはいたが、変形は見られなかった。

リング状ひび割れ
リング状ひび割れ
山麓バイパス道路の布引トンネルには、若干の亀裂や剥落の他、アーチ・側壁の打ち継ぎ目部にせん断クラックが生じ、一部が剥落した。他の山麓バイパスの 8 トンネルは、若干のひび割れが生じた程度で、ほとんど無被害であった。その他の多くの道路トンネルについても、若干のひび割れが生じたか、あるいは全くの無被害であった。

新湊川の会下山トンネルは、1901 年に建設された煉瓦造の河川トンネルである。上流方坑門には、2cm 程度の食い違いを伴うひび割れが生じた。トンネル内の煉瓦覆工には、最大幅 5mm 程度のひび割れが生じ、幅 5cm、深さ 3cm の剥離が生じた。

また、下流方坑口部は斜面崩壊のために崩壊した。ひび割れ、及び剥離は下流方に多く見られ、天端付近と SL 付近に集中して発生している。剥離・剥落はトンネル軸方向の圧縮力によるものと推定されている。

また、震央に最も近い位置にあったトンネルは、建設中の本四連絡道路の舞子トンネルであり、土被りの浅い未固結の大阪層群のれき層に位置している。地上部では、ほぼ直上の 4 階建ての建物が崩壊したにも関わらず、被害は軽微で、天端沈下及び吹付けコンクリートの剥落が見られた程度であった。

須磨ベルトコンベア用トンネルは、南北方向に

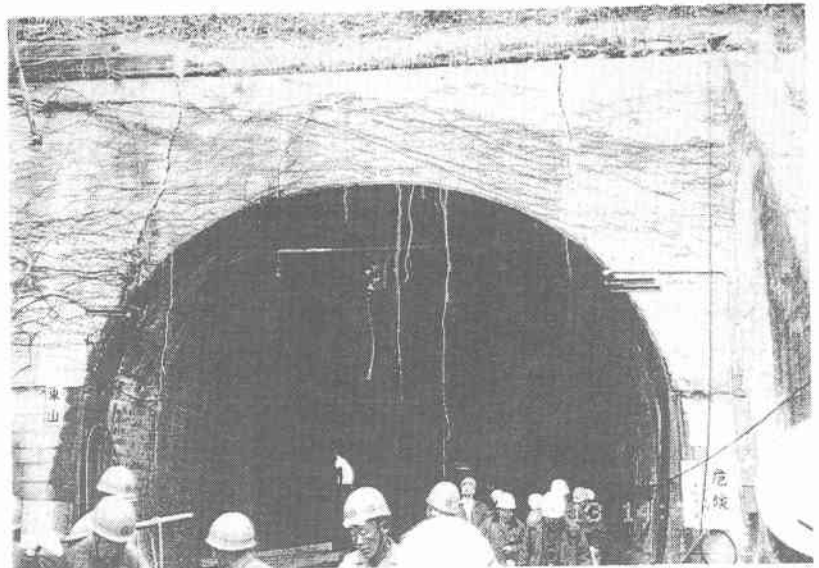


写真 3.1.4 東山トンネルの坑門被害

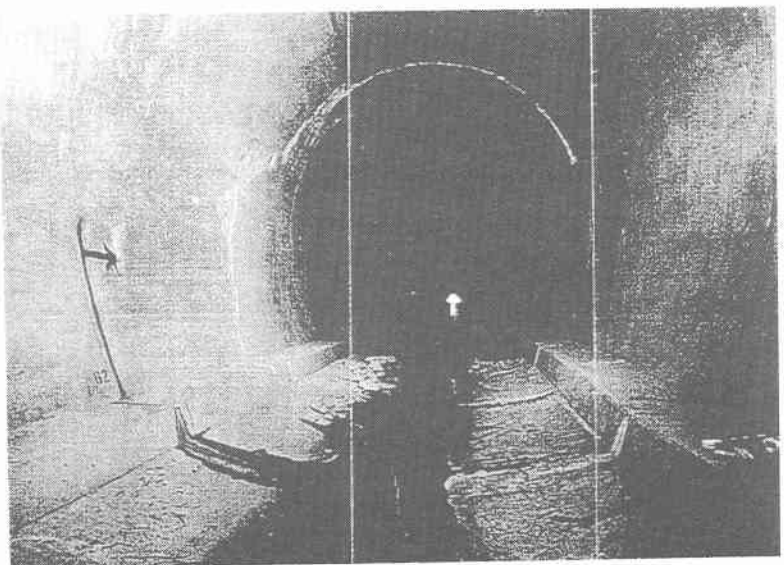


写真 3.1.5 塩屋谷川放水路のリング状ひび割れ

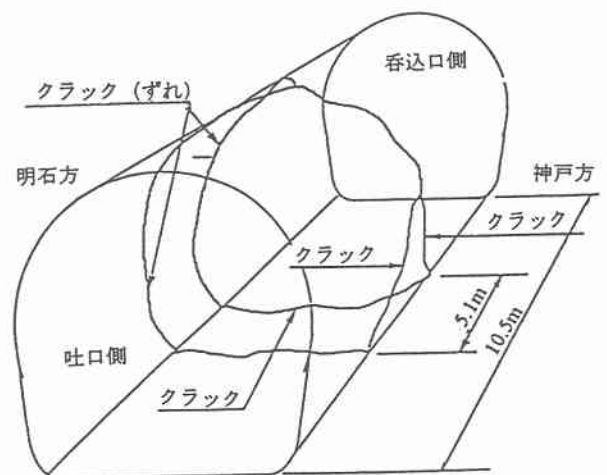


図 3.1.5 塩屋谷川トンネルのリング状クラック

六甲北有料道路の盤滝トンネルでは、施工時に断層粘土に遭遇した箇所において、アーチから側壁にかけて 3 m の幅で覆工コンクリート（インバートなし、無筋）が破壊し、落下した（写真 3-1-6 参照）。また、約 80m 離れた地点では、やはり断層粘土部で、側壁部覆工（インバートあり、有筋）が圧壊し、鉄筋が座屈した。舗装版が持ち上がった現象から判断して、強い鉛直上向きの力が作用したものと想定される。本地点のインバートコンクリートは断層粘土に沿ってひび割れが生じてはいたが、変形は見られなかった。

リング状ひび割れ
リング状ひび割れ
山麓バイパス道路の布引トンネルには、若干の亀裂や剥落の他、アーチ・側壁の打ち継ぎ目部にせん断クラックが生じ、一部が剥落した。他の山麓バイパスの 8 トンネルは、若干のひび割れが生じた程度で、ほとんど無被害であった。その他の多くの道路トンネルについても、若干のひび割れが生じたか、あるいは全くの無被害であった。

新湊川の会下山トンネルは、1901 年に建設された煉瓦造の河川トンネルである。上流方坑門には、2cm 程度の食い違いを伴うひび割れが生じた。トンネル内の煉瓦覆工には、最大幅 5mm 程度のひび割れが生じ、幅 5cm、深さ 3cm の剥離が生じた。また、下流方坑口部は斜面崩壊のために崩壊した。ひび割れ、及び剥離は下流方に多く見られ、天端付近と SL 付近に集中して発生している。剥離・剥落はトンネル軸方向の圧縮力によるものと推定されている。

また、震央に最も近い位置にあったトンネルは、建設中の本四連絡道路の舞子トンネルであり、土被りの浅い未固結の大阪層群のれき層に位置している。地上部では、ほぼ直上の 4 階建ての建物が崩壊したにも関わらず、被害は軽微で、天端沈下及び吹付けコンクリートの剥落が見られた程度であった。

須磨ベルトコンベア用トンネルは、南北方向に

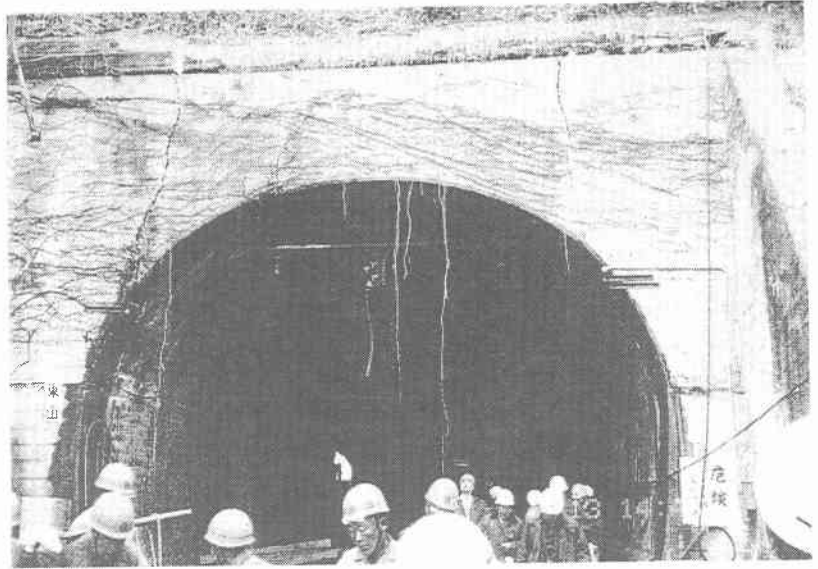


写真 3.1.4 東山トンネルの坑門被害

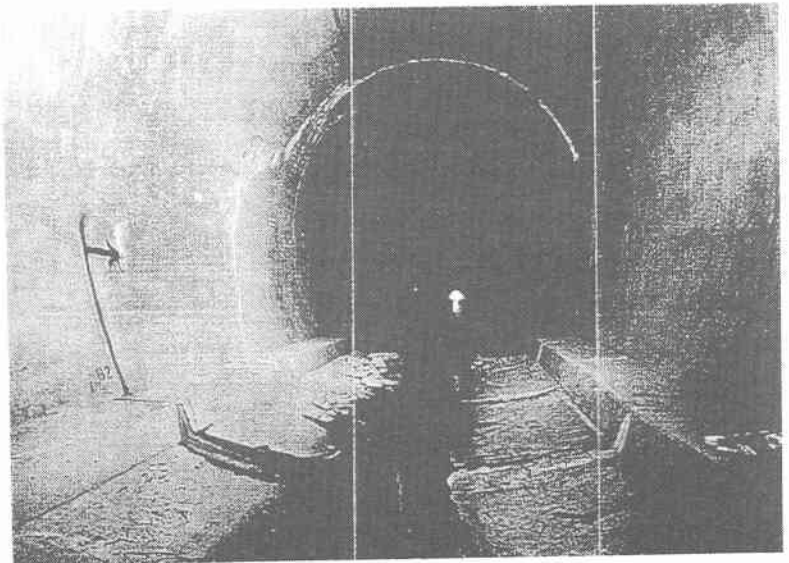


写真 3.1.5 塩屋谷川放水路のリング状ひび割れ

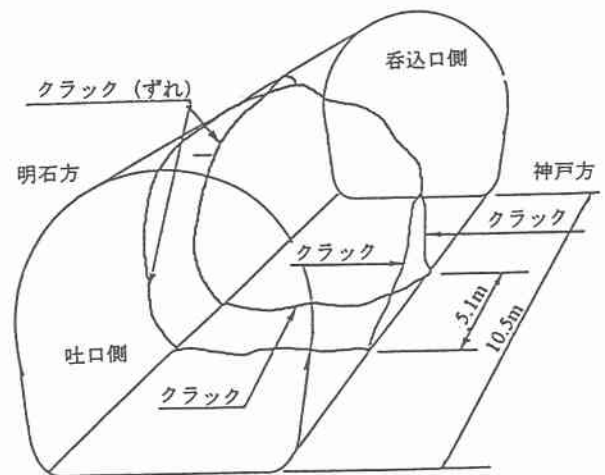


図 3.1.5 塩屋谷川トンネルのリング状クラック

3.2 地下鉄の被害と分析

佐藤工業(株) 中村 晋

3.2.1 はじめに

兵庫県南部地震による神戸高速鉄道の大開駅をはじめとする地下鉄の被害は、近代様式の地中構造物の地震被害として初めてといえるほど大きなものであった。それらの復旧作業は驚くべき早さで実施され、地震発生より1年後の1996年1月17日の大開駅の開業により全て終了した。さらに、地震後に各機関が実施した被害調査もほぼ終了し今年度内に各機関の報告書が出版¹⁾また出版される予定となっている。このように地震後の緊急性の要求される作業が終了した現在、被災要因の解明という今後の設計、耐震補強を行う上で重要な課題に着手することが急務であると考え。

被災要因の解明については、被害の著しかった神戸高速鉄道・大開駅²⁾や神戸市営地下鉄・上沢駅^{3,4)}等の個別の構造物を対象とした試みを実施されている。しかし、その様な個別の取組では、面的な広がりをもたず、地点毎に異なる被災状況を総合的に評価することは困難である。そのことから、土木学会関西支部、阪神・淡路大震災調査研究委員会・地下構造分科会では、地下鉄の様な地中構造物の被害をマイクロ・マクロの両面でもとらえ、その要因を総合的に解き明かすための研究が実施されている。

本報告では、まず被災状況の内中柱の被災地域を概観し、マクロ的特徴を示す。次に、被災地域の中で被災の程度が異なるとともに被害要因を検討するために必要な情報が比較的そろっている神戸高速鉄道・大開駅と同・高速長田駅に着目し、両駅の被害機構について検討を行った結果を示す。

3.2.2 地震被害の概要

地下鉄の被害は、中柱の破壊また損傷、側壁の亀裂等の様に地下鉄構造物を構成する各構造部位に発生している⁵⁾。ここでは、それら損傷部位のうち、構造物の崩壊につながると考えられる中柱に着目する。中柱が被災した地域は、神戸市営地下鉄・三宮駅から新神戸駅間を除くと図3.2.1に示す様に、神戸高速鉄道関連路線では西代駅から大開駅の東部、神戸市営地下鉄では新長田駅から湊川駅の間、及び大倉山駅と限定されていることが分る。また、図より除いている神戸市営地下鉄・三宮駅から新神戸駅間も1つの地域であることから、中柱が被災した地域は大きく2つに分けられることが分る。

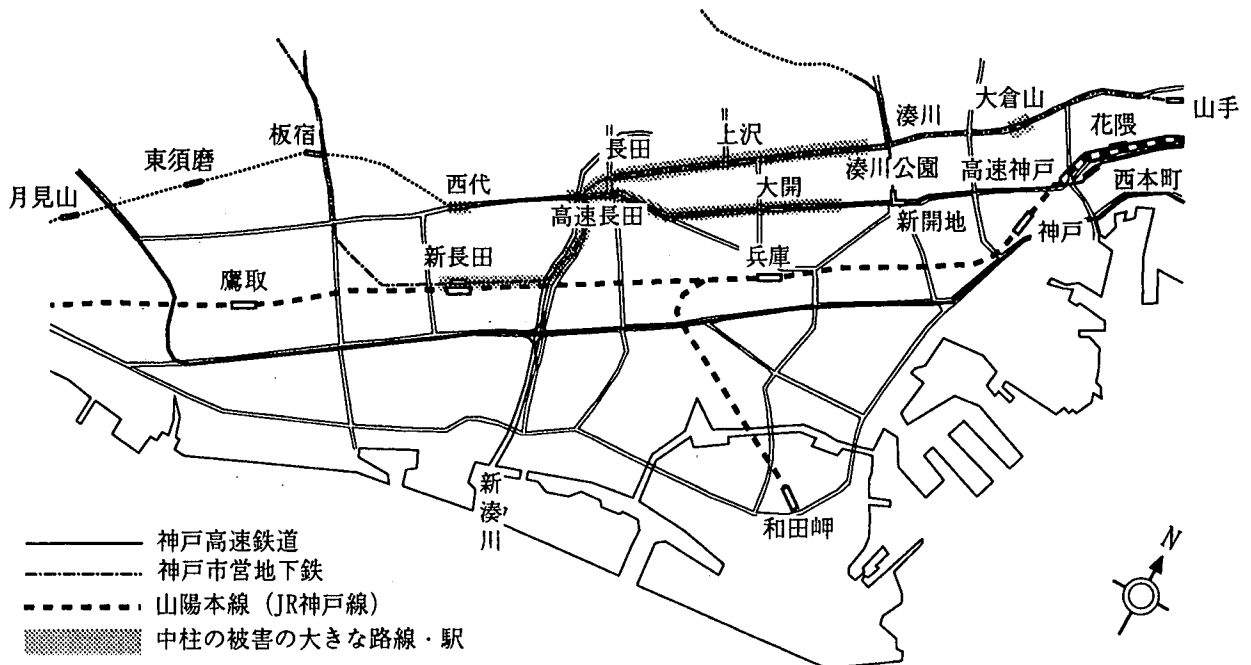


図3.2.1 地下鉄・中柱の被災地域(神戸市営地下鉄・三宮駅と新神戸駅間を除く)

次に、神戸高速鉄道・高速長田駅から新開地駅までの駅部及び駅間トンネル部における中柱の被害状況を表3.2.1に示す。被害率についてみると、大開駅、大開駅から高速長田駅間の駅間トンネル部、大開駅から新開地駅間の駅間トンネル部、高速長田駅の順になっている。構造が類似している大開駅と高速長田駅間の被害の差異は顕著でありその差異を明かにすることは、中柱の被災地域が限定されていることの要因を明かにすることにもなると考えられる。

表3.2.1 神戸高速鉄道における中柱の被災状況

被災位置		被災状況	総本数	被災柱数(被災率%)	
				破壊・崩壊	軽微な損傷
駅部	大開駅		35	31(89)	4(11)
	高速長田駅		40	5(13)	11(28)
駅間のトンネル部	新開地駅から大開駅		335	54(16)	-
	大開駅から高速長田駅		375	175(47)	74(18)
	高速長田駅から西代駅		180	-	8(4)

3.2.3 神戸高速鉄道・大開駅及び高速長田駅周辺の地盤構造の比較

神戸高速鉄道・大開駅と高速長田駅の周辺の地盤構造を図3.2.2, 3に示し、比較する。

まず、プラットホームのある地下2階(以後一般駅部と呼ぶ)の土被り厚についてみると、大開駅は約4.8m、高速長田駅は約3.75~5.35mであり、平均的な土被り厚は高速長田駅が小さな値となっている。次に、駅下の地盤構造のうちS波速度280~400m/sを有するN値50以上の砂礫層の深度についてみると、大開駅はGL-15~17m以深、高速長田駅はGL-25m以深に存在すると推定され、高速長田駅の方が深い位置に存在にしていると推定される。さらに、高速長田駅周辺では、粘土層と砂礫層が互層を成すN値が10~20程度の大開駅下層部に比べ軟質な層が6~7m程度存在している。また、駅側面の地盤についてみると、大開駅ではN値20~40程度の砂礫層がレンズ状に介在しているものの中柱の崩壊が著しい高速長田側ではN値が10~20の砂、粘土および砂礫の互層となっている。一方、高速長田駅についてみると、上層部にはN値が20~40程度の比較的硬質な砂礫層、下層部にはN値が10~20程度の粘土層と砂礫層の互層が存在している。これより駅側面つまり構造物位置では、高速長田駅周辺地盤が大開駅に比べ硬質であり、構造物下の地盤は大開駅が高速長田駅より硬質であろうと推定される。

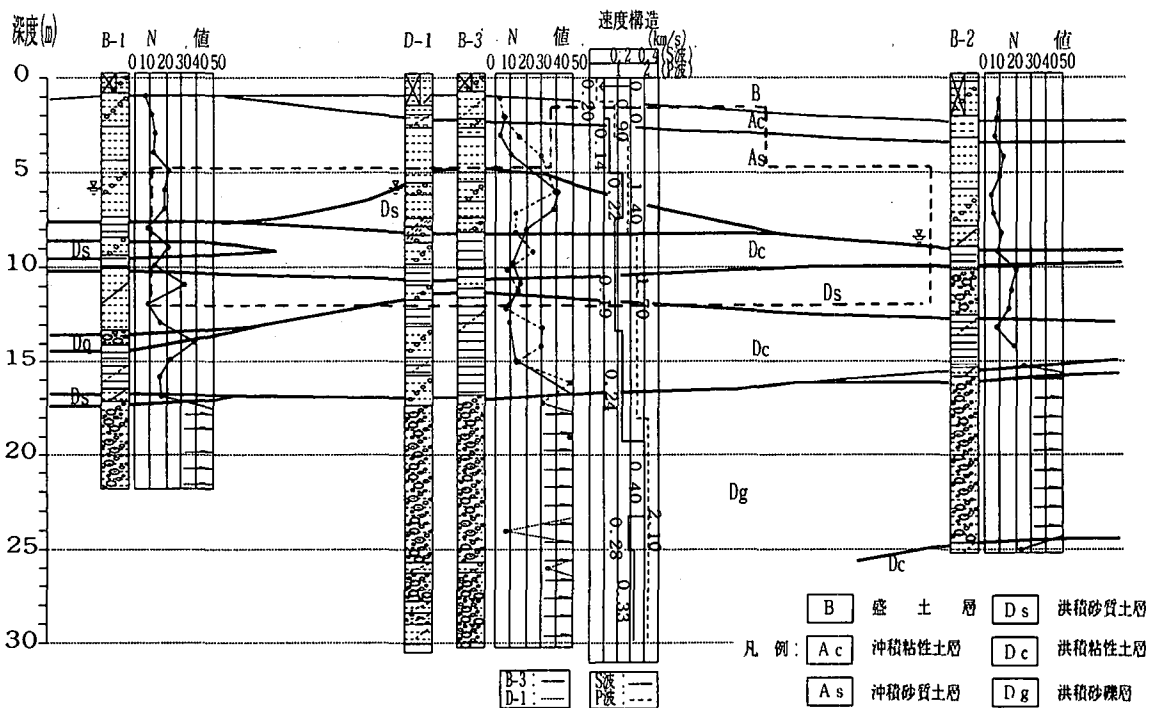


図3.2.2 大開駅周辺地盤構造

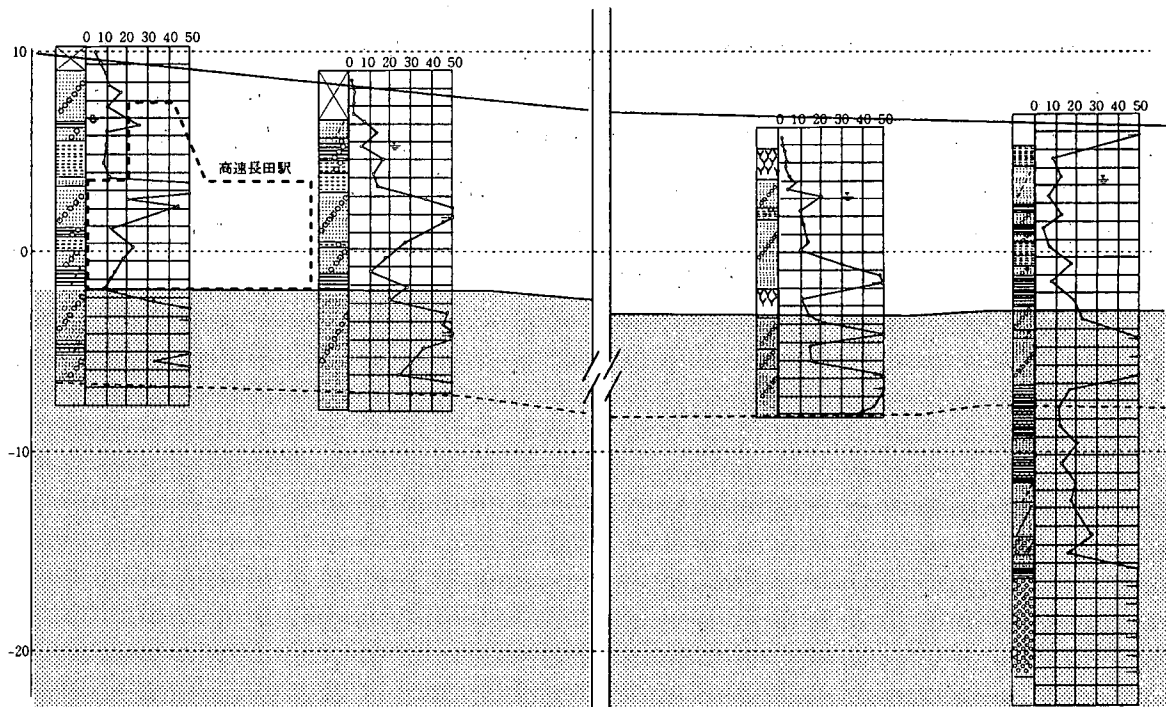


図3.2.3 高速長田駅周辺地盤の構造

3.2.4 被害要因分析に基づいて推定される神戸高速鉄道・大開駅及び高速長田駅の被害状況比較

(1) 検討手法

大開駅及びそれとほぼ同様な構造形式、土被り厚を有する高速長田駅の被害状況の差異を明かにするための検討を行う。両駅の一般駅部はRC構造からなる1層のボックス形式を有している。その様な形式の地中構造物が破壊する際の部材の損傷モードとして(a)側壁が3ヒンジ構造になる場合と(b)中柱が破壊する場合の2つが考えられるが、ここで検討の対象とする損傷モードは大開駅に象徴されるような中柱の破壊とした。被害要因分析とは、その様な破壊モードの生じる可能性について解析的な検討を行うことを意味する。

分析は、図3.2.4のフローに示す様に構造物の損傷時における中柱位置の上下床版間の水平相対変位(U_{max})と地震時に生じる中柱位置の上下床版間の水平相対変位(U_{dmax})の比較により行う。ここで、 U_{max} は構造物の保有する変形能(以後、水平保有変形能と呼ぶ)に相当し、 U_{dmax} は構造物の地震時応答変位(以後、応答変位と呼ぶ)に相当する。一方、このように間接的に構造物の損傷を評価する手法に対して直接的に構造物の損傷を評価する手法として、Shawkyら⁷⁾や田尻ら⁹⁾による地盤及び構造物の非線形性を考慮した2次元有限要素法を用いた地震応答解析による方法ももちろん有用であるが、モデル化等の容易さや設計・診断への適用性という観点から図3.2.4に示した手法を用いた。

この手法は矢的らによる2次元有限要素法を用いた地震応答解析と静的弾塑性解析を組み合わせた2段階解析手法²⁾を基本としている。これより、 U_{max} は地盤～構造物系の2次元地震応答解析により構造物への作用外力を求め、それを構造部材の非線形性を考慮した構造モデルに静的に作用することにより求めることができる。一方、その特性を応答変位法により求めることも可能であるが、構造物へ作用する外力を地盤バネを介して間接的に評価することに課題あり、その設計法としての有用性は否定するものではないが被害要因の分析という観点では必ずしも適切ではないと考えられる。また、 U_{dmax} は地盤は地盤～構造物系の2次元地震応答解析により直接得られる。その際、構造部材の非線形性が応答に及ぼす影響を考慮するため、側壁の剛性を低減している。

この被害要因分析より適切な結果を得るためには、被害地点における入力地震動、地盤特性、さら

に被災構造物における構造部材特性が適切に評価されていないから。入力地震動については、大開駅の付帯設備である換気塔の被害によりポートアイランドの地中観測波(GL-83m)が適切であろう(この検討は被害を定量的に説明づける分析が実施されていない等の課題もある)との推定結果⁹⁾に基づいて設定した。地盤特性についてみると、大開駅周辺ではPS検層等の動的地盤定数を決定するための比較的詳細な地盤調査²⁾が実施されている。一方、高速長田駅周辺では表層の地盤構造やN値分布に関する情報はあるものの動的物性に関する情報が無いことから、大開駅周辺地盤の情報に基づいて動的地盤定数を設定した。最後に、構造部材特性についてみると、中柱については構造実験が実施され非線形特性が明かとなっている大開駅・中柱の特性⁹⁾を用い、他部材についてはファイバー解析を用い部材の非線形性を設定した。

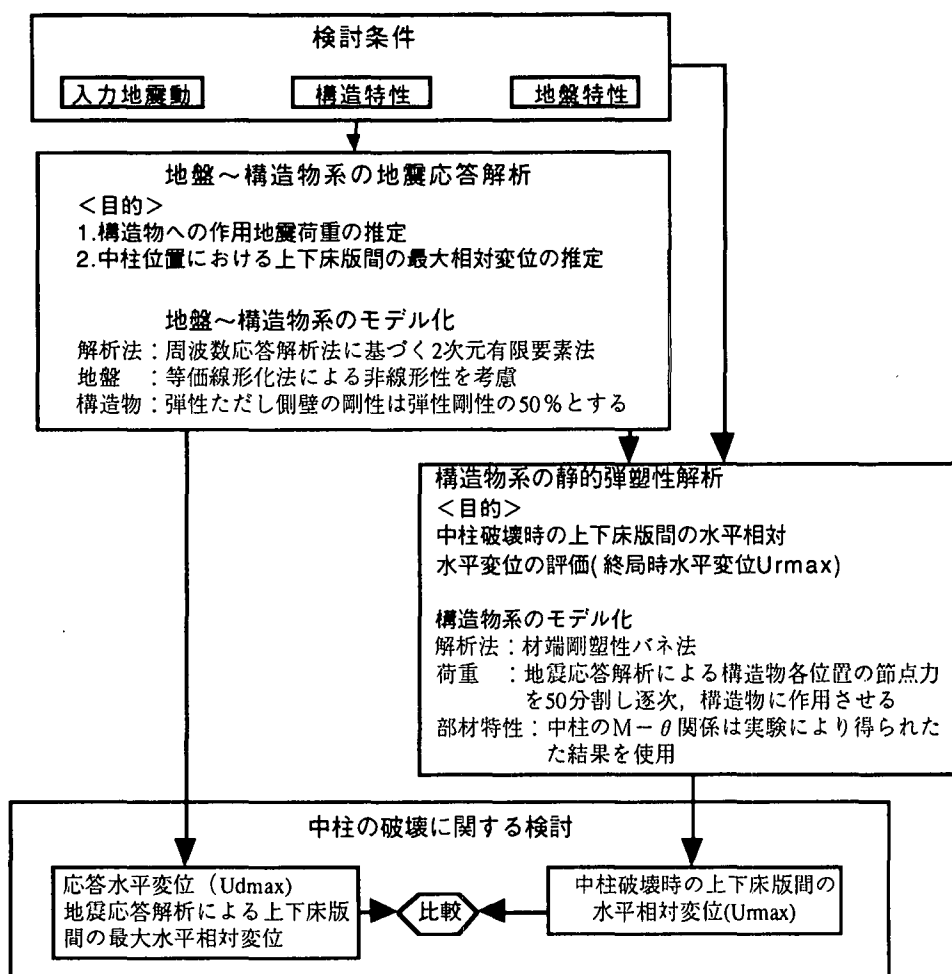


図3.2.4 被害要因分析フロー

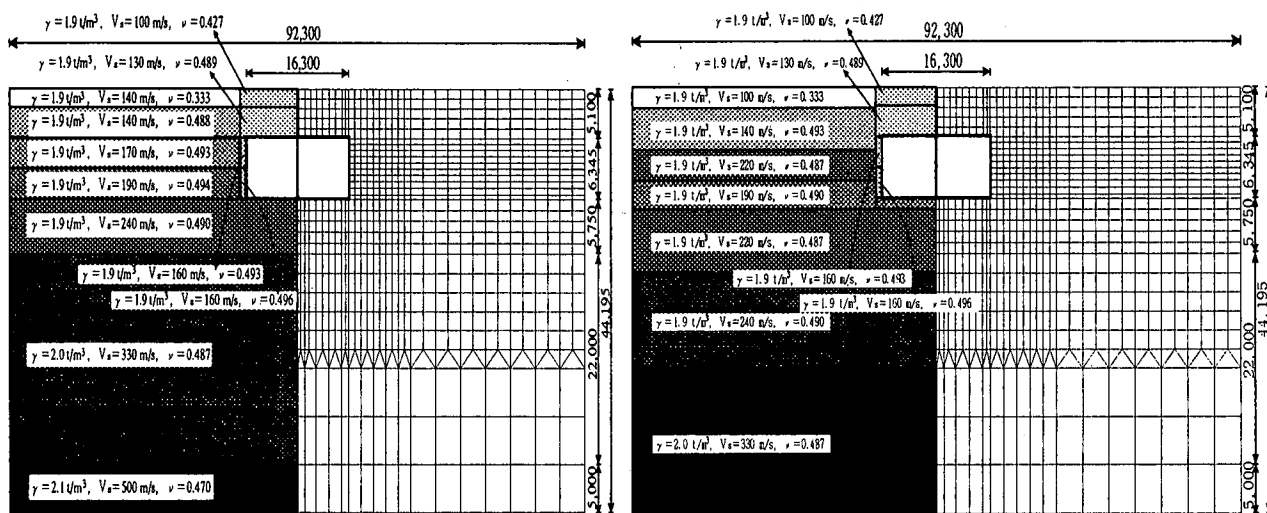
(2)地盤～構造物系の地震応答解析

大開駅及び高速長田駅の地盤～構造物系モデルを図3.2.5に示す。大開駅のモデルは既に著者らが大開駅の被害要因分析に用いたモデル²⁾を用いている。高速長田駅における構造物モデルについてみると、構造寸法、上下床版及び側壁の剛性は大開駅と同じモデルを用いた。また、中柱の剛性は、中柱の配置が大開駅より0.5m小さな3.0mピッチとなっていることから、大開駅より17%ほど大きな値とした。次に、地盤モデルのうち地盤構造は、図3.2.3に示した駅周辺地盤の構造に基づき設定し、地盤物性は大開駅周辺地盤の土質・N値との対比により推定した。さらに、解析上の基盤である大阪層群はGL-44

m以深に存在すると仮定した。入力地震動には、前述の様にポートアイランドの地中観測波(GL-83m)の水平成分及び上下成分を用いた。ただし、水平成分については、水平2成分より求めた大開駅の横断方向成分を用いた。

まず、解析により得られた最大加速度及び最大水平相対変位の深度方向分布の比較を図3.2.6, 7に示す。これより、駅部近傍の最大加速度は大開駅の方が大きな値となっているが、変位についてみると高速長田駅の方が大きな値となっている。これは、3.2.3項で指摘した様に高速長田駅の下部にN値が10~20程度の大開駅周辺地盤に比して軟質な層が存在していることに起因している。

次に、構造物位置の変形に着目し、両駅における中柱位置における上下床版間の水平相対変位の時刻歴を図3.2.8に示す。ここでプラス側は上床版が下床版に対して六甲山の方に变形していることを示す。これより、上下床版間の最大水平相対変位は大開駅で3.9cm、高速長田駅で2.7cmとなり、高速長田駅の方が大開駅に比べ小さな値となっている。これも3.2.3項で指摘したように、高速長田駅の駅部側面の地盤が大開駅に比べ硬質となっていることに起因していると考えられる。



a)大開駅

b)高速長田駅

図3.2.5 地盤～構造物系の解析モデル

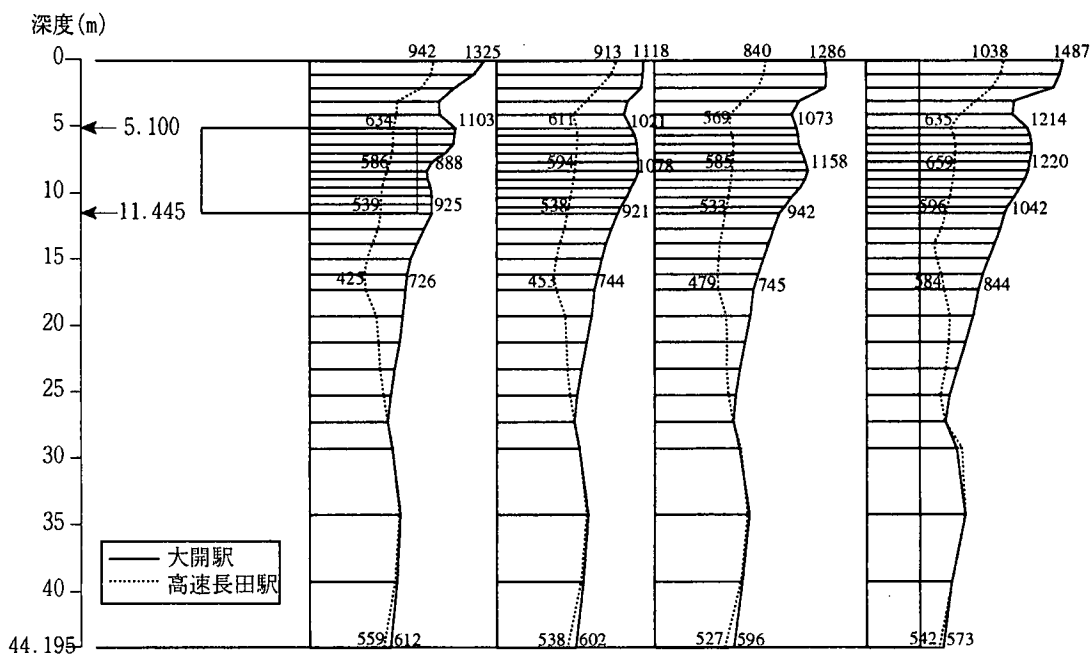


図3.2.6 最大水平加速度の深度分布の比較

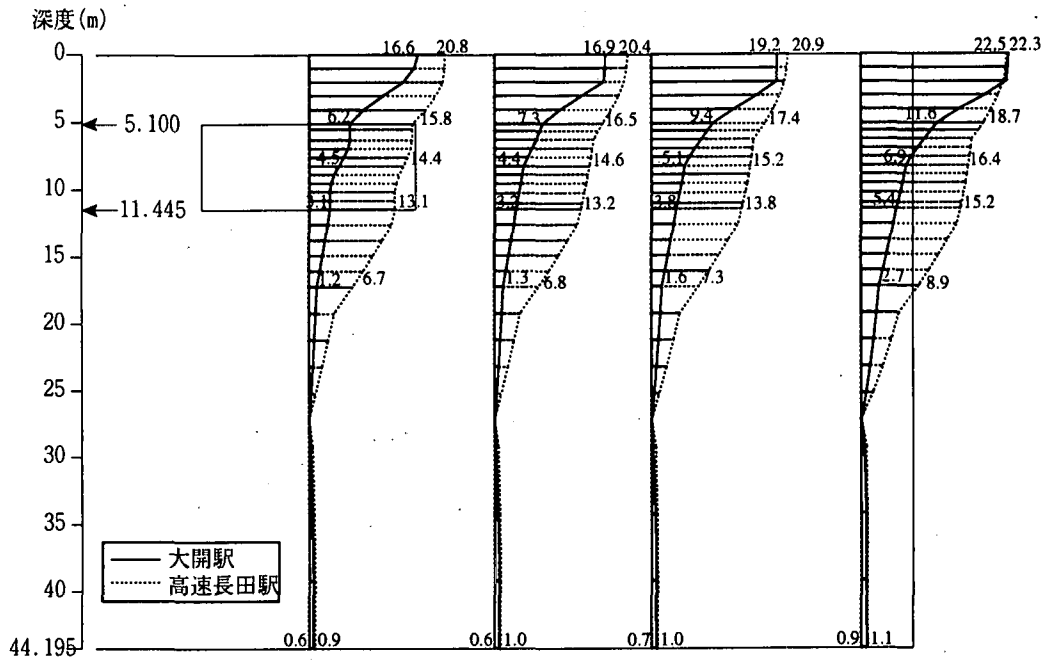


図3.2.7 最大水平相対変位の深度分布の比較

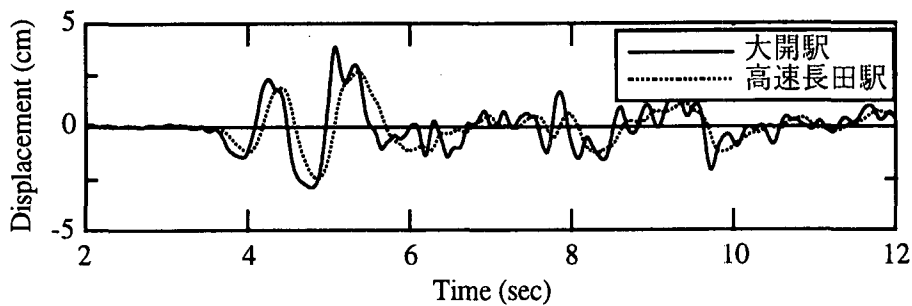


図3.2.8 中柱位置における上下床版間の最大水平相対変位時刻歴の比較

(3) 構造物系の弾塑性解析

2次元地震応答解析により得られた中柱位置における上下床版間の水平相対変位が最大となる時刻の構造物各節点の節点力を用い、両駅の水平保有変形能 U_{max} を求める。駅部は図3.2.9に示す様に部材の剛域端にバネを設けることによりモデル化した。中柱の部材特性の設定には、先に示した様に中柱の配置が大開駅3.5m、高速長田駅3.0m、柱高さ(上床版梁下から下床版ハンチ上面までの高さ)が大開駅3.8m、高速長田駅4.4mと異なっていることを考慮した。各部材に作用させる荷重は、自重場における荷重、動的荷重の2つである。動的荷重は、解析により得られた各部材端の水平及び鉛直方向の節点力を50分割した値を増分値とし、荷重を逐次増加させながら作用した。

動的荷重を増加させた際の、荷重と上下床版間の相対変位の関係を図3.2.10に示す。図中の荷重軸は中柱の終局時における部材各位置に作用する水平荷重の合計値により各荷重段階における水平荷重の合計値で正規化している。また、中柱の終局時とは部材特性(M- ϕ 関係)の終局状態に達した時点の意味する。実験における終局状態は大開駅と同様のせん断破壊であることから、その終局状態は中柱のせん断破壊を意味する。これより、両駅における水平保有水平変形能は、大開駅が3.46cm、高速長田駅が2.73cmと大開駅の方が大きな値となっている。この差異は、両駅における中柱の剛性の差異及び構造物の作用する荷重の分布形状の差異に起因していると考えられる。ここで前者は中柱の配置やその特性の差異、後者は構造物近傍の地盤特性の差異に起因していると考えられる。

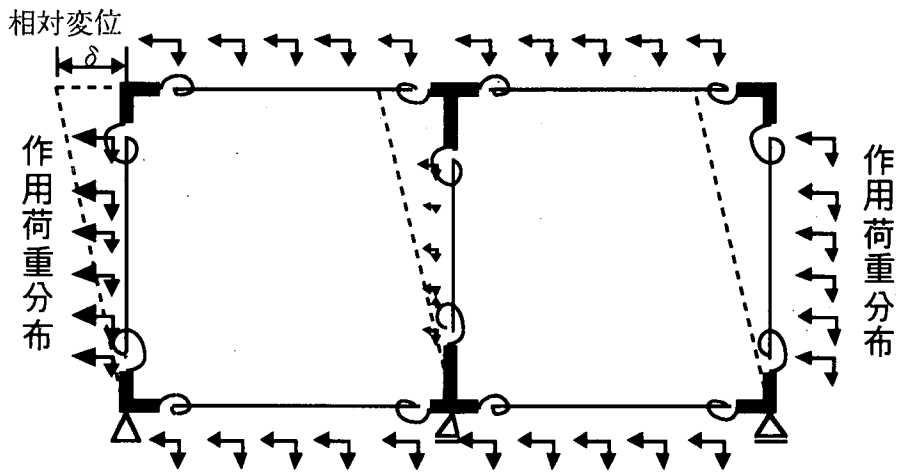
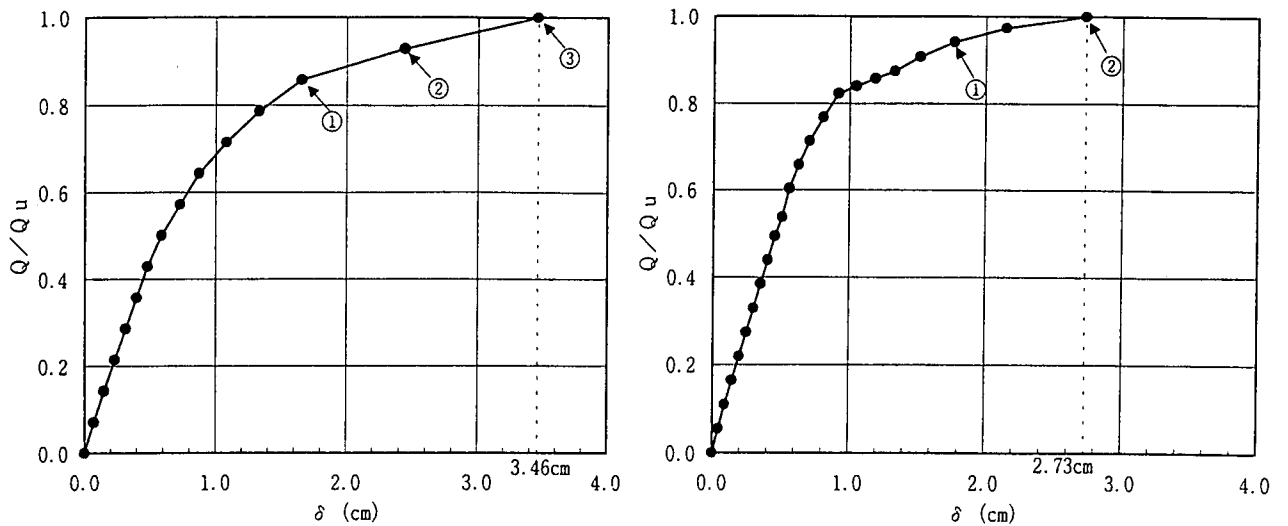


図3.2.10 材端剛塑性バネ法に基づく構造及び荷重作用モデル



a)大開駅

b)高速長田駅

図3.2.11 作用荷重と上下床版間の相対変位の関係

(4)大開駅と高速長田駅における中柱の損傷に関する検討

まず、大開駅についてみると、動的応答変位3.7cmに比べ水平保有変形能は3.43cmと小さく中柱は地震時に破壊したといえる。さらに、その破壊は上床版が下床版に対して六甲山側に変形している際に生じたものと推定され、大開駅中柱の破壊のうち上床版が崩壊していない新開地側の破損状況と良く対応している。

次に、高速長田駅についてみると、動的応答変位2.7cmは水平保有変形能2.73cmとほぼ同程度の値となっている。この検討は1断面のみ検討であり、駅軸の沿った地盤の構造が必ずしも均一でないことや高速長田駅が曲線部を有していることなどから、構造物の水平保有変形能が動的応答変位に比べ大きい場合も小さい場合もあり得ると考えられる。また、高速長田駅における中柱の被災状況と比較してみると、破壊及び損傷した中柱は曲線部の16本と全体の34%であり大開駅に比べ被害が少く、この結果は被害状況にも対応していると考えられる。

最後に、これまでの検討により大開駅と高速長田駅の被災状況の差異がほぼ定量的に評価できたものと考えられる。

3.2.5 まとめ

本報告では、まず地下鉄の被害状況のうち中柱の被害の地域性について示し、次いで被害が集中している地域の中で最も損傷の大きな神戸高速鉄道・大開駅、及び大開駅と同様な構造形式を有しているが被害の少ない神戸高速鉄道・高速長田駅を対象とし、その2駅における被害状況に差異が生じた要因を明かにするため解析的な検討を実施した。その結果、以下のことが明かとなった。

(1)中柱の被害は三宮駅から新神戸駅間の地域と神戸市営地下鉄の湊川駅から新長田駅間及び新開地駅から高速長田駅間の地域の二つに分けられ、地域性があることが明かとなった。

(2)高速長田駅の被害が大開駅に比べ少なかったのは、高速長田駅近傍の地盤が大開駅に比べ硬質であったため、変位自体は高速長田駅の方が大きいもの上下床版間の地震時の変形が大開駅に比べ小さいことに起因している。

これらの結果のうち後者は地下鉄の被害に地域性があるという最初の結果と関連しており、以下の点に着目した被害機構の分析が必要であることを示しているものと考えられる。

i. 構造物近傍の地盤特性の差異(構造物近傍の地盤変形状)

ii. 中柱自体及び中柱と他構造部材との変形性能や耐力の差異

また、本報告で用いた検討方法は、地下構造物の保有する変形能と地震時における応答変形を比較するという上部構造物の限界状態設計また耐震診断に用いられている考え方をを用いている。当然のことながら、地盤や構造物の非線形性を考慮した解析また従来の設計で用いられている応答変位法等のような種々の手法による検討も踏まえた総合的考察に基づき最終的な報告を行う必要があると考えている。さらに、それらの前提となる被災地域における地盤震動性状の評価、地盤特性、構造特性についても、より多くの情報を収集し、より現実的な特性にモデル化する試みも行う必要があると考えている。

参考文献

- 1) (社)地盤工学会阪神大震災調査研究委員会編、阪神・淡路大震災調査報告書(解説編),1996
- 2) 矢的照夫他,兵庫県南部地震による神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析,土木学会論文集, No.537/I-35,pp.303-320,1996,
- 3) 田尻勝他,地下鉄駅舎の被害に関する一考察,阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集,pp.255--262,1996
- 4) 田尻勝他,地震応答解析による地下鉄駅舎の被災メカニズムの考察,阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集,pp.239--246,1996
- 5) 佐俣千載,兵庫県南部地震での地下鉄構造物の被害と復旧,土木学会論文集,No.534/VI-30, I-17,pp.1-17,1996,3
- 6) 神戸高速鉄道株式会社,平成7年1月17日兵庫県南部地震-阪神大震災による鉄道施設の被害状況-,1995,2
- 7) Ashraf SHAWKY et al, Nonlinear Response of Underground RC Structure under Shear, Proc. J.S.C.E., No.538/V-31,pp.195-206,1996
- 8) 中村晋他,地震被害に基づく神戸高速鉄道・大開駅周辺地盤の変形推定,第31回地盤工学研究発表会, pp.1275-1276,1996
- 9) 中村晋他,神戸高速鉄道・大開駅の既設及び復旧柱の耐力及び変形性能,コンクリート工学年次論文報告集,第18巻,第2号,pp.197-202,1996

3.3 ライフライン系地下構造物の被害と分析

(株) 鴻池組 嶋村 貞夫, 河西 寛

3.3.1 はじめに

1995年1月17日早朝に発生した兵庫県南部地震では、淡路島北部から神戸市、芦屋市、西宮市、宝塚市にかけての地域が震度7の激震に見舞われ、甚大な人的および物的被害が発生した。耐震性に優れている地下構造物においては、多くが無被害で、被害があっても軽微なものがほとんどであったが、神戸高速の大開駅、あるいは市営地下鉄上沢駅や三宮駅のように、一部においてかなりの被害を受けたことも事実である。

本節では、人間が入れる空間を有するライフライン系地下構造物の被害パターンと分布を整理するとともに、I～III種地盤に位置する地下構造物と地上構造物の地震応答解析を実施し、それぞれの構造物の被害と地盤種別との関係について比較検討した。検討の対象とした地下構造物は、図3.3.1に示すように外径5mの円形断面トンネルと一辺5mの矩形断面トンネルで、地上構造物は柱直径2.6mの高架道路橋脚である。

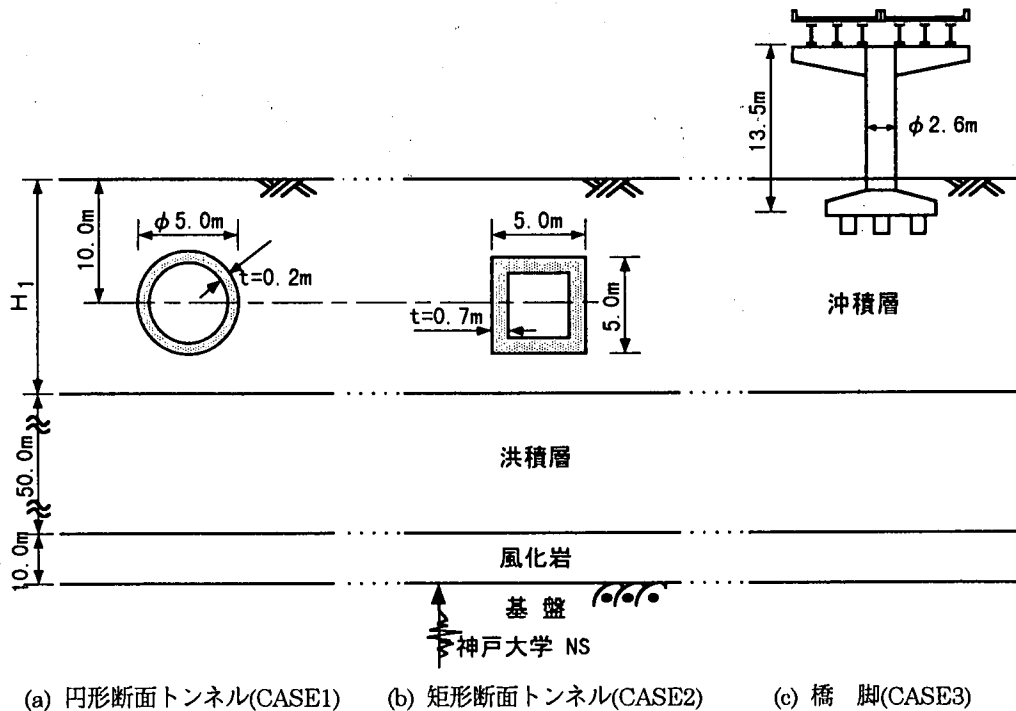


図 3.3.1 検討概要図 (II種, III種地盤のイメージ図)

3.3.2 地下構造物の被害パターンと分布

(1)被害パターン

地下構造物の形態を断面に比較して水平方向に長い「トンネル」と鉛直方向に長い「立坑」、平面的な広がりを持つ「地下街」の3種類に大別した場合、今回の地震においては地下街にはほとんど被害がなかった。「立坑」では、ケーソン工法で構築された立坑側壁のロット打ち継ぎ部にずれが生じた事例が2件報告されているが、ほとんどがトンネルとの接合部付近等にひびわれが生じた程度の軽微なものである。本節では、トンネルをその施工方法の違いにより、開削工法による矩形断面トンネル、山岳トンネルおよびシールドトンネルの3種類に分類し、その被害パターンを概説する^{1) 2)}。

a) 開削工法による矩形断面トンネル

矩形断面トンネルの被害は、地下駅部に代表されるように大多数がRCの中柱を中心に発生した。中柱のない矩形断面トンネルでは、断面変化部付近において側壁にひびわれが生じたり、伸縮継ぎ手の相対変位により漏水が生じた程度であった。RC中柱のせん断破壊による典型的な被害パターンを図3.3.2(a)に示す。これは、中柱のせん断破壊により、上床版が上載土の重さに耐えきれず、折れ曲がり、

地表面が陥没したものと推察される。

b) 山岳トンネル

被災地域内の 100 を越える山岳トンネルのうち、補修・補強を要するような被害を受けたトンネルは約 10 本程度であり、その代表的な被害は、図 3.3.2(b) に示すように、アーチクラウン部のひびわれや剥落、アーチと側壁の水平打ち継ぎ目部やトンネル縦断方向の鉛直打ち継ぎ目部での剥落、インバート部の打ち継ぎ目部での段差、これらの損傷箇所からの漏水である。また、被害箇所の位置は断層破碎帯に多い。

c) シールドトンネル

シールドトンネルの被害も山岳トンネルと同様に軽微で、2次覆工コンクリートにひびわれが生じる程度で、断面変形は観察されなかった。代表的な被害は、図 3.3.2(c) に示すように、2次覆工コンクリートの上下斜め 45 度付近の 4 箇所が生じた縦断方向のひびわれと、所々に輪切り状に生じた横断方向のひびわれ、これらのひびわれからの漏水である。

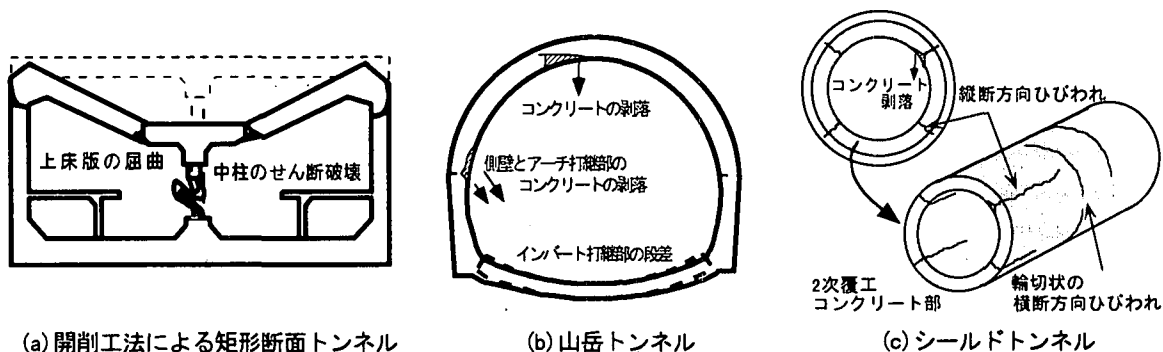


図 3.3.2 地下構造物の被害パターン

(2)被害分布

図 3.3.3 は、地下鉄（開削工法による矩形断面トンネル）と神戸市の下水幹線（シールドトンネル、立坑）の一部の被害調査結果を用いて作成した地下構造物の被害分布図である。地下構造物の被害は、陰影を付けた震度 7 の地域³⁾に分布する所も認められるが、震度 7 の地域から外れた所にも被害が多数発生している。地上の構造物には、地表の加速度運動による慣性力が作用し、地中構造物には周辺地盤の変形が伝達され、挙動するものであり、運動のメカニズムが互いに異なるため、被害の分布も異なることが考えられる。これらの点について以下の節で検証を加える。

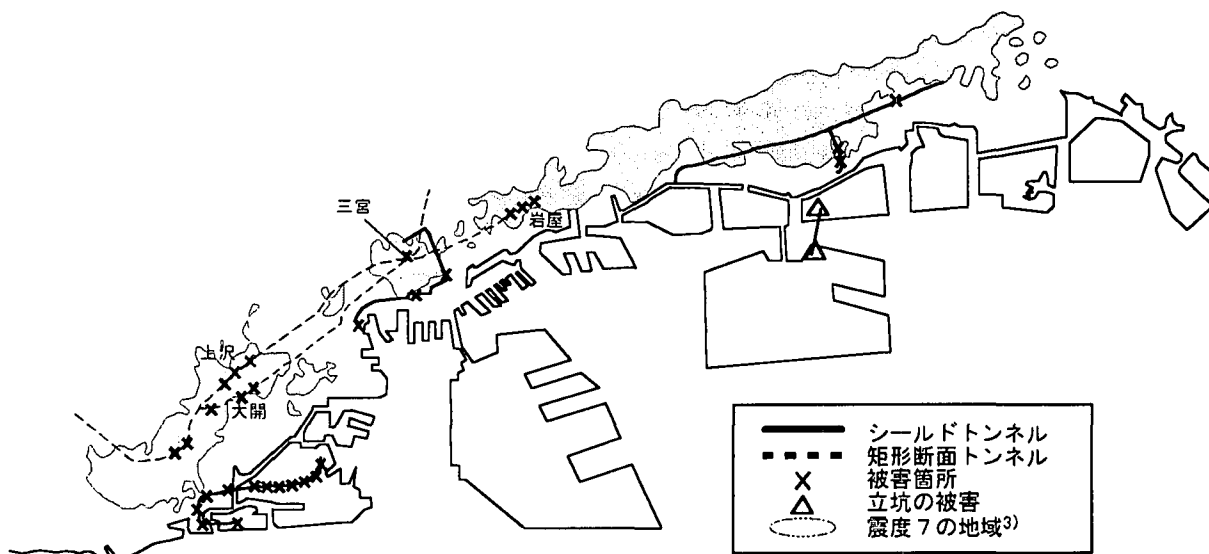


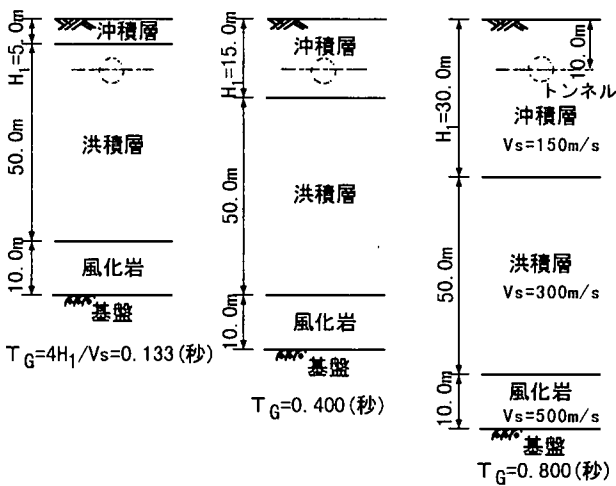
図 3.3.3 地下構造物の被害分布

3.3.3 表層地盤の地震応答解析

(1) 解析条件

解析の対象とした地盤は、図 3.3.4 に示すように沖積層、洪積層および風化岩の 3 層構造で、沖積層厚の違いにより 3 種類の表層地盤モデルを設定した。モデルは、道路橋示方書 V 耐震設計編における耐震設計上の地盤種別 (I ~ III 種地盤) にそれぞれ対応するように、沖積層厚を 5.0m, 15.0m, 30.0m に設定したものである。本節では、これらの地盤モデルの地震応答解析を実施し、耐震設計上の地盤種別と地盤の地震時応答量との関係について検討した。

地震応答解析は、解析コード「Super-FLUSH」を使用し、地盤の材料非線形性を等価線形化手法により考慮した。解析に用いた地盤定数を表 3.3.1 に、地盤のせん断弾性係数および減衰定数のひずみ依存曲線⁴⁾を図 3.3.5 に示す。入力地震動は、兵庫県南部地震において、関西地震観測研究協議会神戸大学観測点で得られた NS 成分の速度波形を微分して求めた加速度波形を解析モデル基盤面の水平方向に入力した。図 3.3.6 に入力加速度波形を示す。



(a) I 種地盤モデル (b) II 種地盤モデル (c) III 種地盤モデル

図 3.3.4 地盤モデル

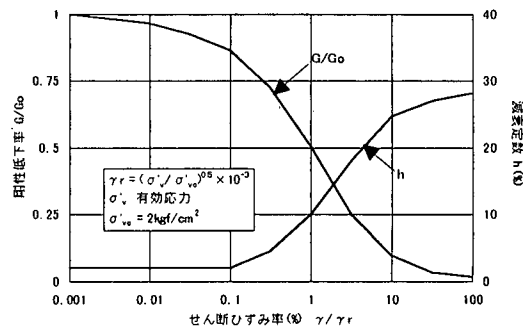


図 3.3.5 ひずみ依存曲線⁴⁾

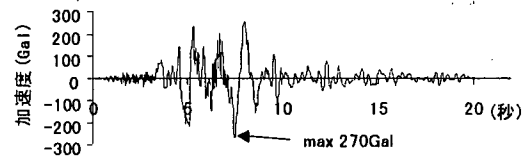


図 3.3.6 入力地震動

表 3.3.1 地盤定数

	単位体積重量 γ (tf/m ³)	せん断弾性波速度 V_s (m/s)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G (tf/m ²)	減衰定数 h (%)
沖積層	1.8	150	0.45	図3.3.5に示す $G/Go \sim \gamma$ 曲線	図3.3.5に示す $h \sim \gamma$ 曲線
洪積層	2.0	300	0.45		
風化岩	2.1	500	0.45	53570 (線形)	2.0 (線形)

(2) 解析結果

解析結果より、最大応答加速度、最大応答変位および最大せん断ひずみの深さ方向分布を図 3.3.7 に示す。太い実線が I 種地盤モデル、細い実線が II 種地盤モデル、破線が III 種地盤モデルをそれぞれ表す。

最大応答加速度の分布形状は、I 種地盤モデルでは地表面に近づくに連れて増大する分布性状を呈し、地表面の最大応答加速度は入力最大加速度の 2.9 倍 (781Gal) にまで増幅している。これに対し、II 種と III 種地盤モデルにおいては、洪積層内では増幅するが、沖積層ではかえって減少する傾向にあり、地表面から 10m 付近で最大応答加速度が 300Gal 程度まで一旦減少し、地表面の最大応答加速度は入力最大加速度の 1.8 倍 (499Gal) に止まる。地表面の最大応答加速度は、I 種地盤の方が II 種や III 種地盤よりも大きくなるのが伺える。

最大応答変位の分布形状は、いずれの地盤モデルでも地表面に近づくに連れて増大する分布性状を呈し、沖積層が厚くなるほど沖積層で大きく増幅する傾向を示している。特に、Ⅱ種とⅢ種地盤では地表面から-10m 付近で急激に増大している。今回のように沖積層の層厚をパラメータとして地盤種別を表現した場合、地表面の最大応答変位は、沖積層が厚いほど沖積層の変位が支配的になる傾向を示している。

地盤の最大せん断ひずみは、Ⅱ種とⅢ種地盤モデルにおいて地表面から-10m 付近で急激に増大している。これは、最大応答変位が-10 m 付近で急激に増大する結果と合致する。この地点以外では、地層の境界付近で増大する現象が認められる。また、Ⅰ種地盤モデルにおける最大せん断ひずみは、Ⅱ種とⅢ種地盤モデルに比べかなり小さな値となった。

Ⅱ種とⅢ種地盤モデルにおいて、地表面から-10m 付近は地盤振動の節の位置となる入力地震動の卓越波長の 1/4 にほぼ一致するため、加速度が減少し、せん断ひずみがピークを示すと考えられる。したがって、地下構造物の耐震性を検討する場合には、地盤のせん断ひずみが地震時断面力（応力）に大きな影響を及ぼすため、入力地震動の卓越波長の 1/4 の深さと地下構造物の設置深さとの関係についても十分注意する必要があると考えられる。

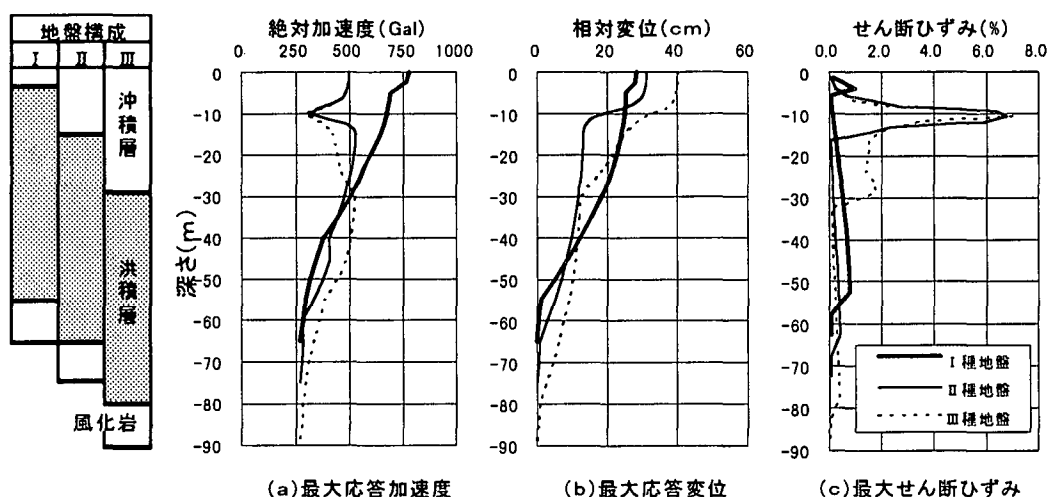


図 3.3.7 地盤の最大応答分布

3.3.4 地下構造物の地震応答解析 (CASE 1, CASE 2)

(1) 解析条件

地震応答解析は、地下構造物の地震時応答量と地盤種別の関係を把握するため、円形断面トンネルと矩形断面トンネルを対象とし、前述した地盤の解析と共通の入力条件および解析コードにより、地盤種別をパラメータとした解析を実施した。トンネルは、図 3.3.4 に破線で示したようにその中心深さを 10m に固定しているため、Ⅰ種地盤モデルでは洪積層に完全に没し、Ⅱ種とⅢ種地盤モデルでは沖積層中に存在する条件になっている。

解析モデルは、図 3.3.8 に示すようにトンネルを中心に幅 330m の範囲を解析領域とし、地盤を平面ひずみ要素、トンネル覆工を梁要素でモデル化した。解析モデルの境界条件は、側方粘性境界および底面粘性境界とした。表 3.3.2 にトンネル覆工の材料定数および断面諸定数を示す。

表 3.3.2 トンネル覆工の材料定数および断面諸定数

	単位体積重量 γ (tf/m ³)	弾性係数 E (tf/m ²)	断面積 A (m ² /m)	断面二次モーメント I (m ⁴ /m)	減衰定数 h (%)
円形断面	2.5	3.50×10^6	0.2	0.00067	5.0
矩形断面	2.5	2.70×10^6	0.7	0.02858	5.0

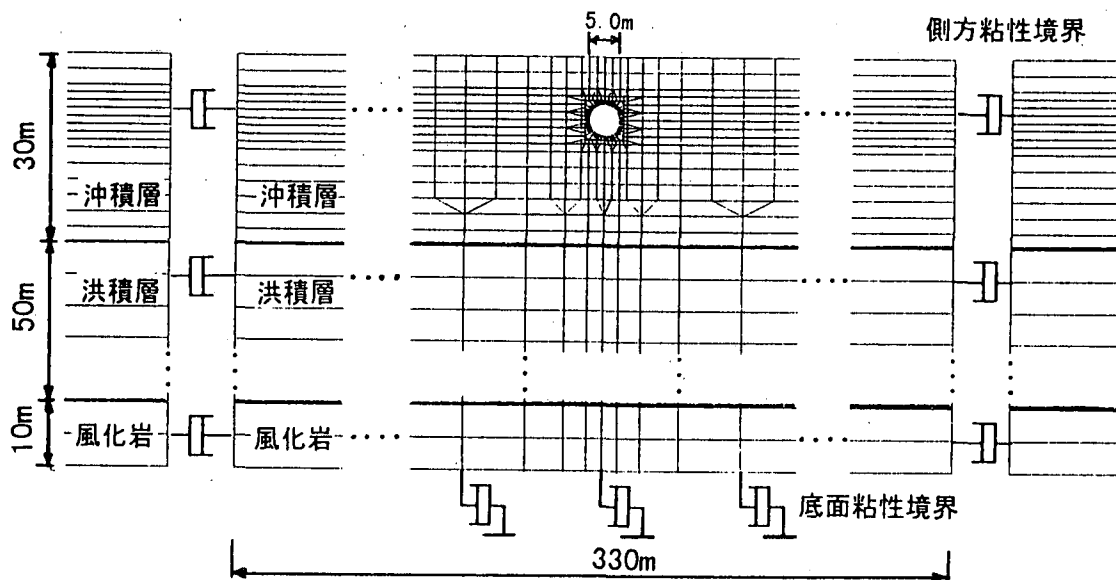


図 3.3.8 解析モデル (Ⅲ種地盤)

(2)解析結果

解析結果より、表 3.3.3～表 3.3.4 にトンネル覆工の地震時増分最大断面力、トンネル上端と下端の深さ間 (GL.-7.5～-12.5m 間) に生じた自由地盤とトンネル覆工の最大相対変位を示す。また、図 3.3.9～図 3.3.10 には、Ⅰ種とⅢ種地盤モデルにおけるトンネルの最大断面力および変位の分布を示す。これらの最大断面力は、すべてトンネル上下端の相対変位が最大の時刻とほぼ同時刻に生じているため、表 3.3.3～表 3.3.4 に示したトンネル上端と下端の深さ間における自由地盤の最大相対変位、および図 3.3.9～図 3.3.10 に示したトンネルの変位分布は、この時刻の応答量で表した。

表 3.3.3～表 3.3.4 に示した最大応答量をみると、円形断面トンネルでも矩形断面トンネルの場合でも、曲げモーメント、せん断力およびトンネル上下深さ間の相対変位は、Ⅰ種地盤よりもⅡ種とⅢ種地盤の方が大きくなる。円形断面トンネルの場合には、曲げモーメントが 8.2 倍、せん断力が 6.9 倍、トンネル覆工の相対変位が 20 倍になり、矩形断面トンネルの場合には、同様に 3.2 倍、1.5 倍、13 倍で、円形断面と矩形断面ではこれらの倍率が異なっている。これに対し、軸力は地盤種別が異なってもほぼ一定である。これらのメカニズムの解明は今後の研究課題となろう。

なお、Ⅱ種地盤とⅢ種地盤の最大応答量がほぼ一致しているが、これは、図 3.3.7 に示した地盤の応答解析結果で明らかのように、トンネル位置の深さ (GL.-7.5～-12.5m) における最大せん断ひずみ分布がⅡ種とⅢ種地盤でほぼ一致するためと考えられる。

図 3.3.9 では、円形断面トンネルの最大断面力は、地盤種別が異なっても、曲げモーメントと軸力は上下斜め 45 度方向の 4 箇所、せん断力は上下左右の 4 箇所、それぞれ最大となる分布性状を示すことが分かる。曲げモーメントと軸力が最大となる箇所は、シールドトンネルの被害パターンで述べた 2 次覆工コンクリートの縦断方向ひびわれ発生位置とほぼ一致する。

同様に図 3.3.10 では、矩形断面トンネルの最大断面力は、Ⅲ種地盤モデルのせん断力を除けば、地盤種別が異なっても、側壁と床版との接合部の 4 隅で最大となる分布性状を示すことが分かる。Ⅲ種地盤モデルのせん断力は、4 隅よりも側壁や床版の中央部が若干大きい分布性状を示す。両者の違いは、トンネルと周辺地盤のせん断剛比の違いによる影響と思われる。中柱のない矩形断面トンネルの一般部では、側壁の上下端ハンチ付近にひびわれが生じた事例が報告されているが、これは地震時増分断面力が 4 隅で最大になることで理解できる。

表 3.3.3 円形断面トンネルの最大断面力と相対変位

地盤モデル	曲げモーメント M(tf·m/m)	せん断力 S(tf/m)	軸力 N(tf/m)	トンネル上下深さ間の相対変位 δ(cm)	
				自由地盤	トンネル
I種	5.52	5.17	40.0	0.72	0.77
II種	45.1	35.1	38.6	24.6	15.6
III種	44.8	36.1	37.9	23.4	15.2

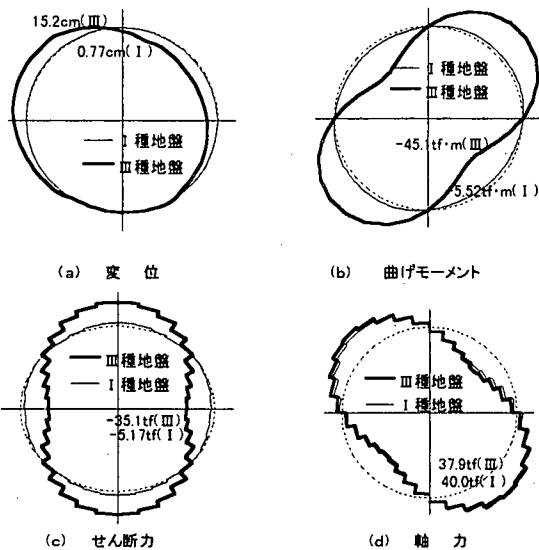


図 3.3.9 円形断面トンネルの変位および断面力分布

表 3.3.4 矩形断面トンネルの最大断面力と相対変位

地盤モデル	曲げモーメント M(tf·m/m)	せん断力 S(tf/m)	軸力 N(tf/m)	トンネル上下深さ間の相対変位 δ(cm)	
				自由地盤	トンネル
I種	27.8	27.2	29.2	0.73	1.22
II種	89.9	40.5	25.9	24.6	15.6
III種	87.2	39.6	23.5	22.4	15.3

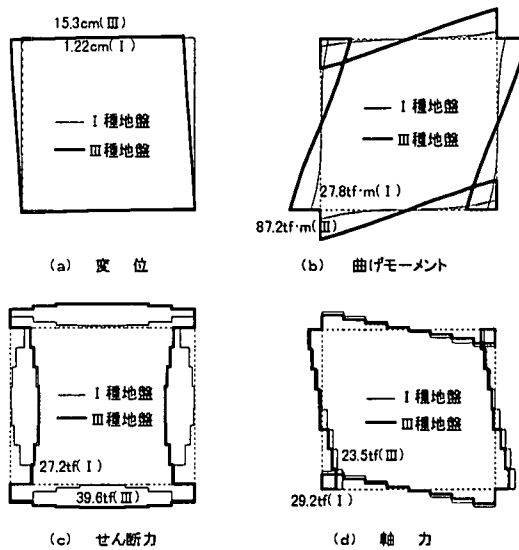


図 3.3.10 矩形断面トンネルの変位および断面力分布

3.3.4 地上構造物の地震応答解析 (CASE 3)

(1) 解析条件

地震応答解析は、地上構造物の地震時応答量と地盤種別の関係を把握するため、鉄筋コンクリート製円柱橋脚を対象とし、解析コード「TDAP III」を使用して、立地地点の地盤種別をパラメータとした解析を実施した。橋脚は、図 3.3.11 に示すようにフーチング下面を固定とした骨組み構造にモデル化し、上部工重量は橋脚天端より 2.07m 高い位置に載る集中質量にモデル化した。梁要素の材料特性は、柱部分の曲げモーメントと曲率の非線形性をトリ・リニアモデル（武藤モデル）で考慮し、これ以外のフーチング部と上梁部は線形材料として取り扱った。

この解析では、3.3.2の地盤の応答解析で得られた I～III 種地盤モデルの地表面の応答加速度波形を、フーチング下面に設定した解析モデル基盤面に入力することにより地盤種別の違いを表現した。図 3.3.12 に各地盤種別の入力加速度波形を比較して示す。

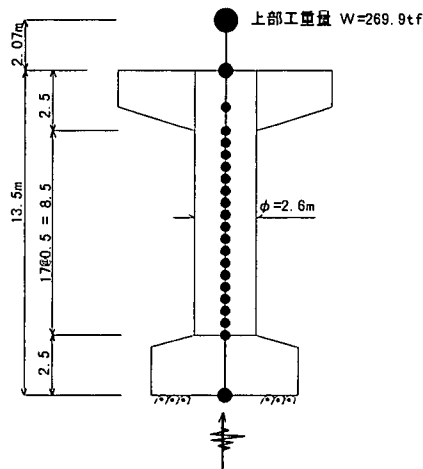


図 3.3.11 解析モデル

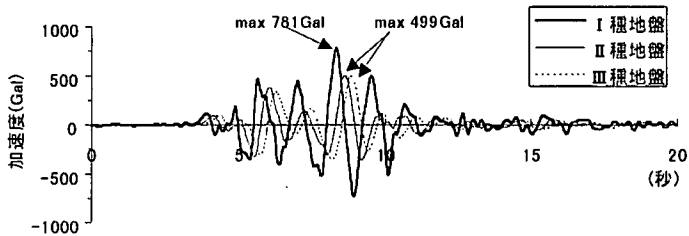


図 3.3.12 入力地震動（地表面加速度波形）

(2) 解析結果

解析結果より、表 3.3.5 に橋脚天端の最大応答加速度と変位、橋脚柱基部の最大曲げモーメントとせん断力を示す。また、図 3.3.13 は、I 種とⅢ種地盤の橋脚柱基部に発生した最大曲げモーメントを検討断面の骨格曲線 (M- ϕ 曲線) 上にプロットしたものである。

表 3.3.5 より、橋脚天端および基部の最大応答量 (加速度, 変位, 断面力) は、すべて I 種地盤の方がⅡ種やⅢ種地盤よりも大きいことが分かる。橋脚天端の最大加速度、橋脚基部の曲げモーメントおよびせん断力は、すべて 1.4 倍程度の大きさになっており、これらの倍率はⅡ種とⅢ種地盤に対する I 種地盤の入力最大加速度の比率 (1.5 倍) とほぼ一致する。これに対し、橋脚天端の応答変位は 3.3 倍程度の大きさになっており、これは、図 3.3.13 に示すように、Ⅲ種地盤では橋脚天端の変位は降伏変位を少し越えた程度であるが、I 種地盤では終局変位をオーバーする結果となった。

表 3.3.5 最大応答量

地盤モデル	橋脚天端		橋脚基部	
	加速度 (Gal)	変位 (cm)	曲げモーメント (tf·m/m)	せん断力 (tf/m)
I 種	875(781)	17.7	4039	390
Ⅱ種	613(499)	5.4	2890	281
Ⅲ種	601(499)	5.1	2845	280

() は入力加速度の最大値を示す

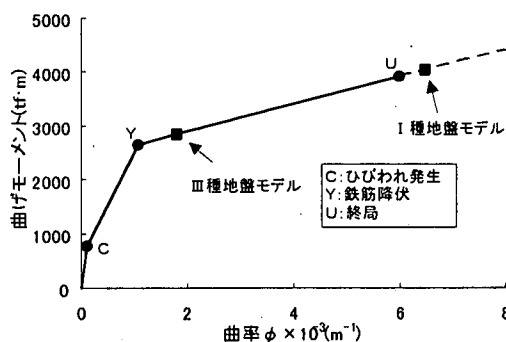


図 3.3.13 橋脚基部の最大曲げモーメントと曲率

3.3.5 まとめ

本節では、阪神・淡路大震災における地下鉄と下水幹線の一部の被害調査結果より地下構造物の被害分布図を作成した。さらに、地盤種別 I ~ Ⅲ に位置する地下構造物と地上構造物の地震応答解析により、構造物の被害と地盤種別との関係について比較検討した。表 3.3.6 は、今回実施した地震応答解析結果と、表層地盤、地下構造物、地上構造物の最大応答量と地盤種別の関係を模式的にまとめたものである。これらの結果より明らかになった点を以下に示す。

- 今回作成した被害分布図は、一部の地下構造物を対象として作成した途中段階のものであるが、地下構造物の被害分布は震度 7 の地域「震災の帯」の分布とは必ずしも対応しないことが明らかになってきた。
- 今回の検討条件では、地表面の最大応答加速度は I 種地盤で大きいですが、最大せん断ひずみはⅡ種とⅢ種地盤で大きく、入力地震動の卓越波長の 1/4 にあたる地表面から深さ 10m 付近で発生した。
- 検討対象に選定した橋脚のようなトップヘビーの地上構造物では、慣性力の影響が支配的になるため、変位や断面力の応答量は地表面の応答加速度が大きい I 種地盤で大きくなった。この傾向は、「兵庫県南部地震により被災した道路橋脚の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料 (案)⁵⁾ に記載されている地震時保有水平耐力の照査に用いる照査用震度の特徴と一致している。ただし、今回と異なる海洋遠地型地震に対しては、異なる傾向を示すことが予想されるため注意が必要である。
- 地下構造物は周辺地盤の地震時変形に追従して変形するため、構造物上下間の相対変位、曲げモーメント、せん断力の応答量は、地盤のせん断ひずみが大きいⅡ種やⅢ種地盤で大きい値を示したが、軸力は地盤種別が異なってもほとんど変化しなかった。
- 前述したように、地盤の地震時せん断ひずみの大きさが地下構造物の地震時応答量に支配的な影響を及ぼすため、地下構造物の耐震性を検討する場合には、地下構造物の設置深さと入力地震動の卓越波長の 1/4 の深さとの関係、ならびに地層境界との関係について十分注意する必要がある。

f) これらの結果より、今回の設定条件において、地上構造物の被害はⅡ種、Ⅲ種地盤よりもⅠ種地盤の方が大きく、これに対し、地下構造物はⅠ種地盤よりもⅡ種、Ⅲ種地盤の方が大きくなり、地上と地下の構造物でその傾向が異なることが解析上確認できた。

表 3.3.6 解析結果のまとめ

		解析結果			地盤種別と応答量の関係			
		I種地盤 モデル	II種地盤 モデル	III種地盤 モデル	I種地盤	II種地盤	III種地盤	
表 層 地 盤		$T_G=4H_1/V_s(\text{秒})^{1)}$	0.13	0.40	0.80	短	長	
		地表加速度(Gal)	781	499	499	大	小	
		地表変位(cm)	28.4	31.3	40.3	小	大	
		せん断ひずみ(%)	0.98	6.8	7.0	小	大	
地 下 構 造 物	円 形 断 面 ト ン ネル	構造物 上下間	地盤相対変位(cm)	0.72	24.6	23.4	小	大
			構造物相対変位(cm)	0.77	15.6	15.2	小	大
		地盤ひずみ伝達率(%) ²⁾	107	63	65	大	小	
	断面力	M(tf·m/m)	5.52	45.1	44.8	小	大	
		S(tf/m)	5.17	35.1	36.1	小	大	
		N(tf/m)	40.0	38.6	37.9	ほぼ一定		
	矩 形 断 面 ト ン ネル	構造物 上下間	地盤相対変位(cm)	0.73	24.6	22.4	小	大
			構造物相対変位(cm)	1.22	15.6	15.3	小	大
		地盤ひずみ伝達率(%) ³⁾	167	63	68	大	小	
		断面力	M(tf·m/m)	27.8	89.9	87.2	小	大
S(tf/m)			27.2	40.5	39.0	小	大	
	N(tf/m)	29.2	25.9	23.5	ほぼ一定			
地 上 構 造 物	橋 脚	橋脚 頂部	加速度(Gal)	875	613	601	大	小
			変位(cm)	17.7	5.4	5.1	大	小
		加速度応答倍率	1.12	1.24	1.18	ほぼ一定		
	断面力	M(tf·m/m)	4039	2890	2845	大	小	
		S(tf/m)	390	281	280	大	小	
		$\phi / \phi u^{4)}$	1.08	0.33	0.31	大	小	

- 1) 道路橋方書V耐震設計編の地盤の特性値で、今回は沖積層の層厚Hとせん断波速Vsから算定。
- 2), 3) 構造物上下間の地盤の相対変位に対する構造物の相対変位の比率で評価。
- 4) 検討断面における、終局曲げモーメント発生時の曲率に対する最大応答曲げモーメント発生時の曲率の比率で評価。

参考文献

- 1) 大西・田中・嶋村・中山：阪神・淡路大震災における地下構造物の被害事例，地下空間シンポジウム論文・報告集，第1巻，pp.71-76，1995年12月。
- 2) 地盤工学会阪神大震災調査委員会：阪神・淡路大震災調査報告書（解説編），pp.405-440，1996年3月。
- 3) 中央開発株式会社：阪神大震災調査報告，1995年。
- 4) 土木学会原子力委員会：原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震，「安定性の評価法」報告書，第6編，pp.7-8，1985年8月。
- 5) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)，pp.Ⅱ-1，1995年7月。